

Betrouwbaarheid van het Dikteontwerp gemaakt met VENCON 2.0

A.A.A. Molenaar

L.J.M. Houben

Emeritus Hoogleraar

Emeritus Universitair Hoofddocent

Leerstoel Wegbouwkunde, Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen,

Technische Universiteit Delft

Samenvatting

VENCON 2.0 is het in Nederland ontwikkelde computerprogramma voor het dikteontwerp van betonverhardingen. Op basis van een aslastspectrum en een verdeling van de temperatuurgradiënt over de dikte van de plaat wordt de benodigde dikte berekend uitgaande van gemiddelde waarden voor de invoerparameters. Vervolgens wordt deze dikte, afhankelijk van de eigenschappen van de onderliggende laag, verhoogd met 10 tot 25 mm. In principe wordt daarmee een zekere betrouwbaarheid aan het ontwerp gegeven maar hoe groot deze betrouwbaarheid is, is niet bekend.

In 2019 zijn de auteurs betrokken geraakt bij een arbitrage in Zuid-Afrika m.b.t. het dikte-ontwerp van de betonverhardingen voor een aantal tolpleinen. In de arbitrage werd bepaald dat de aangelegde verhardingen te dun waren gedimensioneerd en de vraag was hoe dik de verhardingen zouden moeten zijn bij een ontwerpbetrouwbaarheid van 95%. In Zuid-Afrika is voor dergelijke analyses het programma cnc-Pave beschikbaar dat probabilistische analyses mogelijk maakt. De grote nadelen van dit programma zijn echter dat het effect van temperatuurspanningen op de levensduur niet wordt meegenomen en dat de gebruikte vermoeiingsrelatie uiterst discutabel is. Daarom werd door de auteurs besloten VENCON 2.0 te gebruiken dat de effecten van temperatuurspanningen op de benodigde dikte wel in de beschouwing betreft en dat bovendien gebruikt maakt van een correcte vermoeiingsrelatie. Het nadeel van VENCON 2.0 is dat probabilistische beschouwingen niet kunnen worden gemaakt, de met het programma berekende dikte heeft een betrouwbaarheid van 50%. Weliswaar wordt, zoals hierboven genoemd, op die berekende dikte een correctie toegepast maar wat dat betekent voor de betrouwbaarheid is, zoals eerder gesteld, niet bekend.

In de bijdrage is de werkwijze beschreven die ontwikkeld is voor de berekening van de betrouwbaarheid van de met VENCON 2.0 gemaakte dikte-ontwerpen.

Inleiding

In 2019 zijn beide auteurs betrokken geraakt bij een arbitragezaak in Zuid-Afrika m.b.t. het dikte-ontwerp van de betonverhardingen voor een aantal tolpleinen. Ze zijn daartoe uitgenodigd door de “klagende” partij. In totaal betrof het 15 tolpleinen waarbij het in een aantal gevallen ging om pleinen met meerdere tolpoorten en dus meerdere rijstroken en in andere gevallen om één tolpoort op een op- of afrit waarbij sprake was van slechts één rijstrook. De verkeersbelasting, uitgedrukt in ADTT (average daily truck traffic), lag tussen 12 op de lichtst belaste stroken op op- en afritten tot 808 op de drukke tolpleinen in de hoofdwegen.

Bij de aanleg hadden zich allerlei problemen voorgedaan die uitgebreid zijn gedocumenteerd in de zogenaamde “Expert Witness Bundle (EWB)”. Houben en Molenaar hebben deze problemen als volgt samengevat.

The overwhelming amount of information in the EWB allowed to get a good picture of the types and amount of damage that was present in the concrete slabs at the various toll plazas. From the information given in the EWB, Molenaar and Houben concluded the following:

- *Mainly transverse cracks around the middle of the slab length; this indicates that (longitudinal) edge loading is dominant.*
- *Some longitudinal cracks around the middle of the slab width; this indicates insufficient support or loss of support at the longitudinal edges.*
- *Shattered slabs (combination of longitudinal and transverse cracks) are present; this indicates strong under-design.*
- *Required stabilized base course is not always present.*
- *Variability in concrete thickness is unacceptably high.*

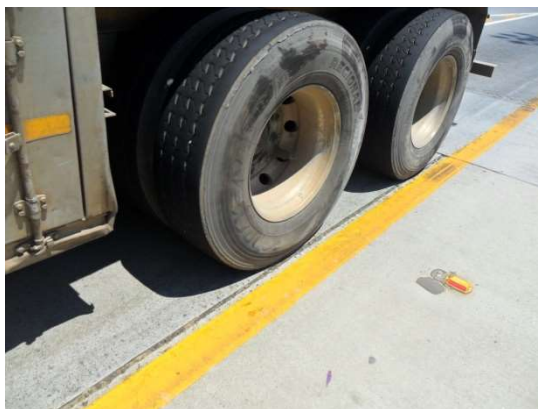
Houben en Molenaar werd gevraagd om voor elke betonverharding een dikte-ontwerp te maken op basis van de aangegeven verkeersbelasting, betonsterkte, en karakteristieken van de onderbouw. Met betrekking tot de verkeersbelasting wordt opgemerkt dat niet alleen de ADTT bekend was maar ook het aslastspectrum en de gewenste ontwerplevensduur. Tijdens het project werd duidelijk dat de dikte-ontwerpen een betrouwbaarheid van 95% dienden te hebben. Deze hoge ontwerpbetrouwbaarheid is gangbaar voor hoofdwegen in Zuid-Afrika.

De initiële ontwerpen waren gemaakt met behulp van de M10 ontwerphandleiding [1]. Dit is een grafische methode waarbij de verkeersbelasting wordt uitgedrukt in aantal 80 kN equivalente enkele aslasten (E80). De equivalentie van aslast P ten opzichte van de 80 kN standaard aslast wordt berekend met de formule:

$$E(80) = (P/80)^{4.2}$$

Opvallend in deze formule is de lage waarde (4.2) voor de exponent. Later zal worden getoond dat in geval van vermoeiingsschade in beton deze exponentwaarde veel hoger moet zijn (in de ordegrootte van 12). Het gevolg van deze lage exponentwaarde is dat de bijdrage van relatief licht verkeer aan de vermoeiingsschade wordt overschat en de bijdrage van de zware aslasten zwaar wordt onderschat!

Jammer genoeg zijn de achtergronden van de M10 ontwerphandleiding matig tot slecht gedocumenteerd. Niet duidelijk is b.v. of wordt uitgegaan van plaatrand, plaathoek of plaatmidden belastingcondities. Bij de dikte-ontwerpen moet in onderhavig geval namelijk van plaatrandbelastingen worden uitgegaan; onderstaande foto toont dit duidelijk.



Figuur 1. Plaatrand belastingcondities .

Bovendien is niet duidelijk of bij de initiële ontwerpen is uitgegaan van verdeuvelde of niet verdeuvelde voegen. In dit specifieke geval had uitgegaan moeten worden van onverdeuvelde voegen. De maatgevende belasting treedt namelijk op in de longitudinale plaatrand naast de tolhuisjes en daar zijn geen deuvels in aangebracht.

Uit de M10 handleiding blijkt wel dat de effecten van spanningen ten gevolge van een temperatuurgradiënt over de dikte van de plaat niet in het ontwerp worden verdisconteerd. De redenering hierachter is dat de spanningen die door een temperatuurgradiënt over de dikte van de plaat ontstaan tegengewerkt worden door spanningen die ontstaan door de relatieve vochtigheidsgradiënt over de dikte van de plaat. In M10 wordt gesteld dat overdag een betonplaat weliswaar wil opbollen t.g.v. het feit dat de temperatuur aan de bovenzijde van de plaat hoger is dan die aan de onderzijde van de plaat, maar tegelijkertijd zal de plaat overdag ook willen opkrullen doordat de relatieve vochtigheid van het beton aan de bovenzijde van de plaat lager is dan aan de onderzijde. De spanningen die t.g.v. dat opbollen danwel opkrullen ontstaan zouden elkaar vereffenen. Een soortgelijke redenering vindt men in de ontwerpmethode van de Amerikaanse Portland Cement Association waarin om dezelfde reden geen rekening wordt gehouden met temperatuurspanningen t.g.v. een temperatuurgradiënt over de dikte van de plaat. In ons land wordt met spanningen t.g.v. een gradiënt in de relatieve vochtigheid geen rekening gehouden, alleen spanningen t.g.v. een temperatuurgradiënt worden in de berekening meegenomen. In veel Amerikaans onderzoek wordt zelfs gesteld dat het opkrullen van betonplaten t.g.v. een relatieve vochtigheidsgradiënt over de dikte van de plaat (bovenzijde heeft lagere relatieve vochtigheid dan onderzijde) dominant is boven het opbollen t.g.v. een temperatuurgradiënt (bovenzijde is warmer dan de onderzijde). Er wordt gesteld dat binnen een paar maanden na aanleg betonplaten voornamelijk opgekruld zijn en dat ze ook gedurende 99% van de tijd opgekruld blijven. Om deze blijvende opkrulling in de berekeningen te verdisconteren wordt in de Verenigde Staten gebruik gemaakt van een blijvende "effectieve" ingebouwde temperatuurgradiënt (die het gezamenlijke effect van vocht en temperatuur beschrijft) van ca -0.022 °C/mm voor verdeuvelde platen en ca -0.04 °C/mm voor onverdeuvelde platen [2] (het min teken geeft aan dat het om opkrullen gaat; een plus teken wordt gebruikt om het opbollen aan te duiden). Deze opkrulling vergroot de kans op "top down cracking" welke niet voorspeld wordt met de "klassieke" dimensionering theorieën die vermoeiing vanuit de onderzijde van de plaat als ontwerpcriterium hebben. VENCON 2.0 kan tot die klassieke theorieën gerekend worden.

Het voert te ver om hier in te gaan op een eventuele noodzaak van het meenemen van spanningen t.g.v. een gradiënt in relatieve vochtigheid bij de dimensionering van betonverhardingen in Nederlandse omstandigheden. Deze spanningen zullen ook hier aanwezig zijn maar de verwachting is dat ze een veel kleinere rol zullen spelen gegeven de veel mildere klimaatomstandigheden in Nederland in vergelijking met de Verenigde Staten.

De M10 handleiding stelt verder dat het ontwerpresultaat een betrouwbaarheid heeft van 90% maar het is geheel niet duidelijk hoe de betrouwbaarheidsanalyse is uitgevoerd. Het enige dat enigszins op een betrouwbaarheidsanalyse wijst is dat in het ontwerpvoorbeeld wordt uitgegaan van de *minimum* buigtreksterkte; of dat dan de 90% sterkte is, is niet bekend. De *minimum* sterkte zou immers lager moeten zijn.

De beperkingen van M10 werden ook door de Zuid-Afrikaanse collega's onderkend en daarom werd in eerste instantie door beide partijen ("klager" en "beklaagde") tijdens het dispuut de thans in Zuid-Afrika gebruikelijke cnc-Pave methode [3, 4] toegepast.

Molenaar en Houben stonden nu voor de keuze om voor de dikte-ontwerpen cnc-Pave te gebruiken of om VENCON 2.0 toe te passen. In de volgende paragraaf zullen de redenen waarom voor VENCON 2.0 is gekozen worden toegelicht. Allereerst zullen de belangrijkste kenmerken van cnc-Pave worden beschreven en daarna zal op de verschillen tussen cnc-Pave en VENCON 2.0 worden ingegaan.

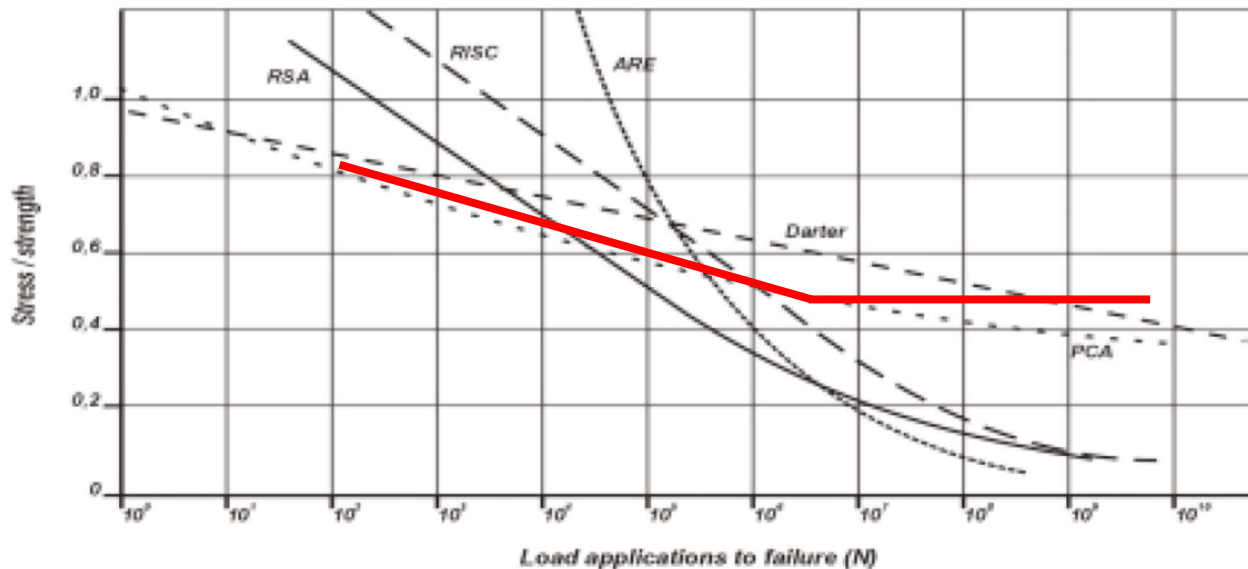
Keuze van het te gebruiken rekenmodel

cnc-Pave

Het lag uiteraard voor de hand om voor de analyses het door de Zuid-Afrikaans cementindustrie ontwikkelde cnc-Pave programma te gebruiken. Dit is een zeer charmant programma dat de betrouwbaarheid van de gekozen dikte bepaalt op basis van "shattered slabs", "pumping", "faulting" en "present service-ability index". De term "shattered slabs" is verwarrend want de vermoeiingsschade wordt niet uitgedrukt in "gebroken platen" of "verbrijzelde platen" (letterlijke vertaling) maar in termen van Miner's ratio (n/N), te weten de verhouding tussen het opgetreden aantal belastingen (n) en het toelaatbare aantal lastwisselingen (N). De betrouwbaarheid wordt berekend door voor iedere variabele een bepaalde verdeling aan te nemen. Dit is geen normale verdeling maar een driehoekige verdeling die gekarakteriseerd wordt door een minimum, een maximum en een middenwaarde. Op deze wijze kan heel eenvoudig elke vorm voor een verdeling worden geconstrueerd. Met behulp van een Monte Carlo analyse worden vervolgens verschillende waarden voor de diverse invoerparameters geselecteerd en wordt uiteindelijk het betrouwbaarheidsniveau bepaald.

De grote nadelen van cnc-Pave zijn de volgende:

- a. Temperatuurspanningen worden niet meegenomen.
- b. Het is niet duidelijk van welk belastinggeval wordt uitgegaan (plaatmidden, -hoek of -rand).
- c. Het aslastspectrum wordt, op dezelfde wijze als in M10, vertaald in een aantal equivalente 80 kN aslasten. Zoals eerder gesteld is de exponent waarde die in de equivalentie formule wordt gebruikt zeer discutabel.
- d. Het "help" menu behorende bij het programma geeft te weinig informatie om de werking van het programma goed te kunnen doorgronden. Datzelfde geldt voor de paper die Strauss e.a. over cnc-Pave hebben geschreven [3].
- e. De vermoeiingsrelatie die gebruikt wordt om het schadegetal n/N te berekenen is hoogst discutabel. Dit laatste blijkt uit de onderstaande figuur.



Figuur 2. Vermoeiingsrelaties voor beton.

In bovenstaande figuur zijn de vermoeiingsrelaties zoals die zijn bepaald door middel van vermoeiingsproeven op beton (Darter, Portland Cement Association – PCA, VENCON 2.0 zonder temperatuureffecten – rode lijn), vergeleken met de vermoeiingsrelatie zoals in Zuid-Afrika gebruikt (RSA), die welke door Austin Research Engineers (ARE) is ontwikkeld op basis van het gedrag van de AASHO proefvakken, en de relatie zoals die in het computerprogramma RISC is verwerkt. Met nadruk moet worden vermeld dat de ARE relatie niet op vermoeiingsscheurvorming is gebaseerd maar op het aantal lastherhalingen waarbij de present service-ability index (psi) tot 2.5 was gedaald. De psi is echter een "overall" bruikbaarheidsgetal dat zeer zwaar wordt beïnvloed door de onvlakheid en maar ten dele door vermoeiingsscheurvorming. Opvallend is dat de vorm van de in Zuid-Afrika gebruikte vermoeiingsrelatie zeer sterk lijkt op die welke door ARE is bepaald en welke gebaseerd is op de afname van de psi tot een bepaalde waarde. De RSA relatie wijkt daarmee sterk af van de relaties die door middel van *vermoeiingsonderzoek* op beton zijn bepaald (Darter, PCA, VENCON 2.0). Het valt daarom stek te betwijfelen of de Zuid-Afrikaans relatie wel geschikt is om gebruikt te worden in vermoeiingsscheuranalyses die het hart vormen van het dikteontwerp. In Zuid-Afrika is geen vermoeiingsonderzoek aan beton uitgevoerd.

VENCON 2.0

VENCON 2.0 is, zoals bekend, het Nederlandse ontwerpsysteem zoals dat door de Betonindustrie en het CROW gezamenlijk is ontwikkeld. In [5] hebben Houben e.a. een uitstekende samenvatting van de systematiek gegeven en het is daarmee in tegenstelling tot M10 en cnc-Pave geen "black box" systeem.

VENCON 2.0 berekent de dikte echter op basis van de gemiddelde buigtreksterkte en ook de effecten van variaties in andere invoerparameters op de ontwerpdikte worden niet meegenomen. Dit impliceert dat de verkregen dikte een betrouwbaarheid van 50% heeft. Er worden echter correcties aangebracht op de berekende dikte, die zijn:

- 10 mm extra indien de betonlaag rechtstreeks wordt aangebracht op een asfaltlaag of een oude betonverharding,
- 15 mm extra indien de betonlaag wordt aangebracht op een gebonden of ongebonden fundering,
- 25 mm indien de betonlaag wordt aangebracht op een zandbed of direct op de ondergrond.

Deze extra dikte heeft weliswaar te maken met de onvlakheid van de onderliggende laag maar impliceert tevens dat een zekere betrouwbaarheid aan het dikteontwerp wordt gegeven. Hoe hoog de betrouwbaarheid wordt als gevolg van deze extra dikte is evenwel niet bekend.

VENCON 2.0 neemt, zoals eerder genoemd, de effecten van spanningen t.g.v. een temperatuurgradiënt over de dikte van de plaat mede in beschouwing. In het programma is een standaard frequentieverdeling van de optredende temperatuurgradiënten ingebouwd maar deze kan naar believen worden gewijzigd. Verder is in VENCON 2.0 het feit verwerkt dat de buigtreksterkte geen proefonafhankelijke grootte is maar afhankelijk is van de dikte van het proefstuk c.q. de dikte van de betonplaat (bij toenemende dikte neemt de voor de berekening te gebruiken buigtreksterkte af).

Keuze van het rekensysteem

Juist vanwege het feit dat VENCON 2.0 de effecten van temperatuurspanningen mede betreft in de analyses en vanwege het feit dat VENCON 2.0 gebaseerd is op een correcte vermoeiingsrelatie is besloten dit programma te gebruiken voor de diktebepaling van de betonverhardingen voor de Zuid-Afrikaanse tolpleinen. Voor het maken van de betrouwbaarheidsanalyses is naar een oplossing gezocht die hierna wordt beschreven.

Men kan zich natuurlijk afvragen waarom een betrouwbaarheidsanalyse in dit geval zo belangrijk was; was het "recht toe recht aan" toepassen van VENCON 2.0 inclusief de dikte correctie niet voldoende geweest? In dit specifieke geval was een betrouwbaarheidsanalyse absoluut gewenst omdat de beklaagde partij zijn verweer op de klacht dat de betonplaten te dun zouden zijn baseerde op resultaten van berekeningen gemaakt met cnc-Pave. Tevens werd door die partij gesteld dat de buigtreksterkte van beton in de tijd toeneemt waardoor de betrouwbaarheid van de verhardingen alleen maar toe zou nemen. Tenslotte werd gesteld dat de betonplaten niet overal te dun waren en daar dus sprake was van een grotere ontwerp betrouwbaarheid.

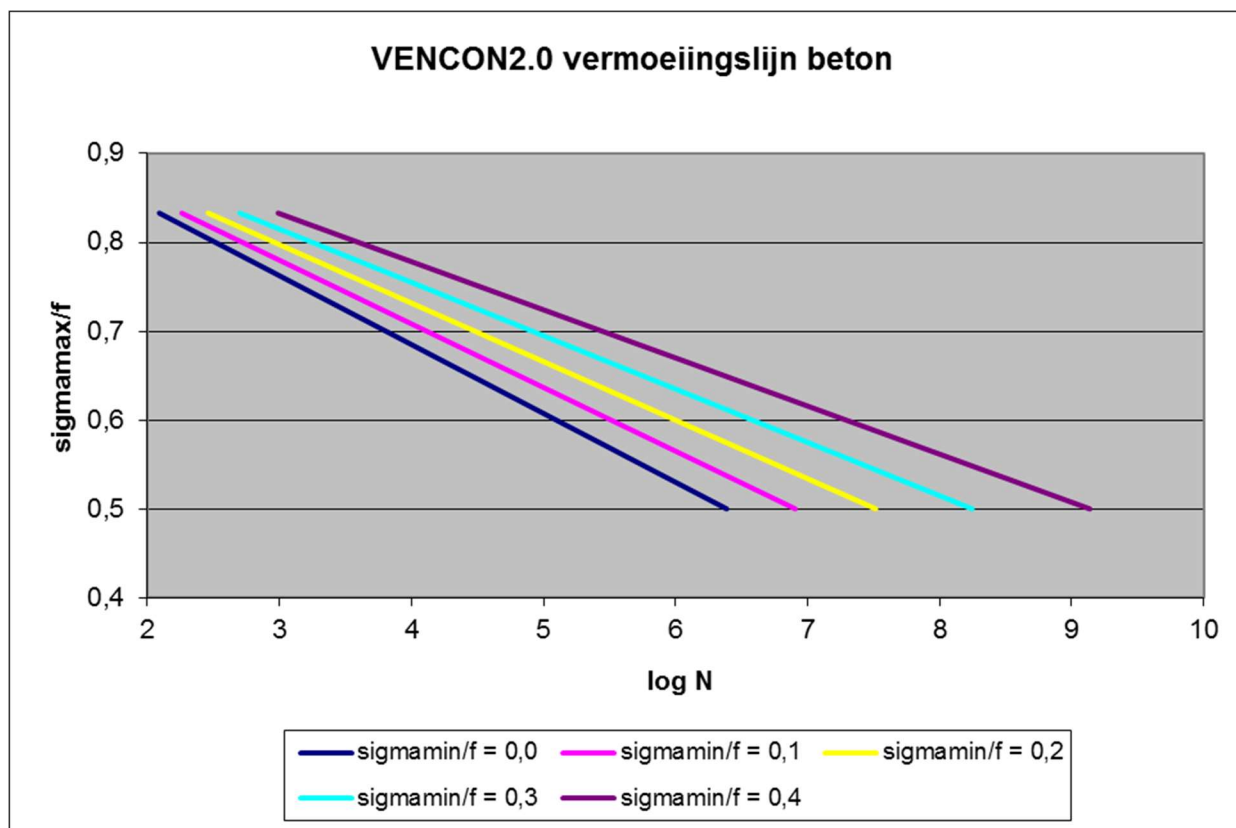
Het is natuurlijk begrijpelijk dat de beklaagde partij, gezien de omvang van de schadeclaim, "alles uit de kast haalde" om het feit dat de verhardingen niet aan de bestekseisen voldeden te "bagatelliseren". In eerste instantie werd dan ook gesteld dat VENCON 2.0 uitsluitend voor Nederlandse omstandigheden zou gelden en dat het vanwege het feit dat het een "deterministisch" ontwerpsysteem is in plaats van een "probabilistisch", minderwaardig is ten opzichte van cnc-Pave. VENCON 2.0 is echter geen empirisch systeem maar gebaseerd op correcte en alom geaccepteerde rekenmodellen en daarom overal toepasbaar. Het niet kunnen maken van betrouwbaarheidsanalyses is inderdaad een nadeel van VENCON 2.0 en daar is dus, zoals hierboven aangegeven, een oplossing voor gezocht.

Betrouwbaarheidsanalyses met VENCON 2.0

De faalkans c.q. de zekerheid dat een verharding een bepaalde verkeersbelasting kan dragen (betrouwbaarheid/overlevingskans) wordt bepaald door het gemiddelde niveau van bijvoorbeeld plaatdikte en buigtreksterkte maar ook door de spreiding in die eigenschappen. Als de spreiding in eigenschappen gering is kan men b.v. met een geringere dikte volstaan dan in geval de spreiding in de dikte groot is. In algemene zin kan gesteld worden dat een grotere spreiding in eigenschappen vooral veroorzaakt wordt door een onnauwkeurige/slordige uitvoering.

De berekeningen dienden te worden uitgevoerd onder de aanname dat de karakteristieke (95%) buigtreksterkte 4.5 MPa bedroeg. Uit buigproeven die in Zuid-Afrika op het te gebruiken mengsel zijn uitgevoerd bleek de standaardafwijking van de buigtreksterkte 0.71 MPa te zijn. Omdat de gemiddelde sterkte $1.65 \cdot$ de standaardafwijking hoger is dan de 95% waarde volgt hieruit dat de gemiddelde sterkte waarvan moest worden uitgegaan 5.67 MPa diende te bedragen, hetgeen inhield dat de beton van kwaliteitsklasse C35/45 diende te zijn. Dit is ook de betonklasse die in Nederland voor zwaar belaste wegen wordt gebruikt.

De buigtreksterkte van beton heeft een zeer grote invloed op het aantal lastwisselingen dat kan worden toegelaten. Dit blijkt o.a. uit de vermoeiingsrelatie die in VENCON 2.0 is ingebouwd (Figuur 3).



Figuur 3. VENCON 2.0 vermoeiingsrelatie van beton; f = gemiddelde buigtreksterkte.

Zoals hieronder beschreven is de grootte "sigmamin" de spanning die t.g.v. een temperatuurgradiënt wordt opgewekt. Figuur 3 toont hiermee aan dat het verwaarlozen van spanningen t.g.v. een temperatuurgradiënt een grote invloed zal hebben op de voorspelde levensduur!

Voor de bepaling van de temperatuurspanningen is uitgegaan van de standaard frequentieverdeling van de temperatuurgradiënten zoals die in VENCON 2.0 is ingebouwd. Die frequentieverdeling kan ook door een enkele temperatuurgradiënt worden vervangen en die bleek voor het constructietype dat ontworpen werd de volgende waarden aan te nemen. De grootte van deze effectieve temperatuurgradiënt wordt in hoofdzaak bepaald door de plaatlengte, de betonkwaliteit bleek slechts een geringe invloed te hebben.

Plaatlengte [m]	Equivalenten Temperatuurgradiënt [$^{\circ}\text{C}/\text{mm}$]
3.75	0.015
4.3	0.020
5.0	0.025

Tabel 1. Equivalenten temperatuurgradiënt in relatie tot de plaatlengte.

Alhoewel de klimatologische omstandigheden in Zuid-Afrika aanmerkelijk verschillen van die in Nederland is het nog maar de vraag of de temperatuurgradiënten wezenlijk verschillen. Het gaat immers niet om de

hoogte van de temperatuur maar om het verschil in temperatuur tussen bovenzijde en onderzijde van de plaat.

De VENCON 2.0 vermoeiingsrelatie kan worden geschreven als:

$$\text{Log } N = \{-12.349 W^2 - 8.880 W - 12.917\} * V + \{-4.136 W^2 - 2.965 W + 12.835\}$$

Waarbij:

MR = buigtreksterkte

V = (sigmax - sigmin) / MR

W = sigmin / MR

Sigmax = spanning t.g.v. de verkeersbelasting + spanning t.g.v. de temperatuurgradiënt

Sigmax - sigmin = spanning t.g.v. de verkeersbelasting

Sigmin = spanning t.g.v. de temperatuurgradiënt

Als, conform wat in cnc-Pave gebeurt, temperatuurspanningen niet in de beschouwing worden meegenomen (hetgeen betekent dat sigmin / MR = 0), verkrijgen we (de rode lijn in Figuur 2 en de donkerblauwe lijn in Figuur 3):

$$\text{Log } N = -12.904 V + 12.839$$

In dit geval is V de verkeerslastspanning (σ) gedeeld door de buigtreksterkte (MR).

We kunnen de vermoeiingsrelatie dus ook schrijven als:

$$\text{Log } N = -12.904 \sigma \text{ MR}^{-1} + 12.839$$

We kunnen de variantie (= {standaard afwijking}²) van de logaritme van het aantal toelaatbare lastwisselingen ($V_{\log N}$) berekenen door middel van partieel differentiëren (zie o.a. [6]). We krijgen dan:

$$V_{\log N} = (\partial \log N / \partial \sigma)^2 * V_{\sigma} + (\partial \log N / \partial \text{MR})^2 * V_{\text{MR}}$$

$$\partial \log N / \partial \sigma = -12.904 \text{ MR}^{-1}$$

$$\partial \log N / \partial \text{MR} = 12.904 \sigma \text{ MR}^{-2}$$

$$\text{dus } V_{\log N} = \{-12.904 \text{ MR}^{-1}\}^2 V_{\sigma} + \{12.904 \sigma \text{ MR}^{-2}\}^2 V_{\text{MR}}$$

De vraag is nu welke waarden voor de variantie in buigtreksterkte en het optredende spanningsniveau moeten worden gehanteerd. Voor wat betreft de variantie in buigtreksterkte is gebruik gemaakt van de resultaten van buigproeven die, zoals eerder genoemd, in Zuid-Afrika op het toe te passen betonmengsel zijn uitgevoerd. De standaardafwijking in buigtreksterkte bleek 0.71 MPa te zijn dus de variantie in buigtreksterkte is gelijk aan $0.71^2 = 0.504 \text{ MPa}$

Voor de berekening van de variantie in optredende verkeerslastspanning dient, zoals we hieronder zullen zien, met name de variantie in betondikte bekend te zijn. Gebruikmakend van informatie in [5] is de waarde voor de variatiecoëfficiënt (standaardafwijking/gemiddelde) gesteld op 0.033 (3.3%). Uitgaande van een gemiddelde plaatdikte van 240 mm en aannemende dat de grootste dikte 6*standaardafwijking groter is dan de geringste dikte zou dit betekenen dat het verschil tussen de grootste en geringste dikte 48 mm zou zijn.

Voor de berekening van de variantie van de optredende spanning dient ook de grootte van deze spanning, en wel de spanning aan de plaatrand, bekend te zijn. Deze verkeerslastspanning (σ) is berekend met de volgende formule (zie [6]) waarbij uitgegaan is een waarde van 0.15 voor het Poisson getal.

$$\sigma = 0.803 P [4\log(L/a) + 0.666(a/L) - 0.034] / h^2$$

Waarbij:

- P = wielbelasting
- a = straal belast oppervlak
- L = relatieve stijfheidsstraal = $\{E h^3 / 12(1-\nu^2)k\}^{0.25}$
- E = elasticiteitsmodulus van het beton
- h = plaatdikte
- k = beddingconstante
- ν = Poisson getal

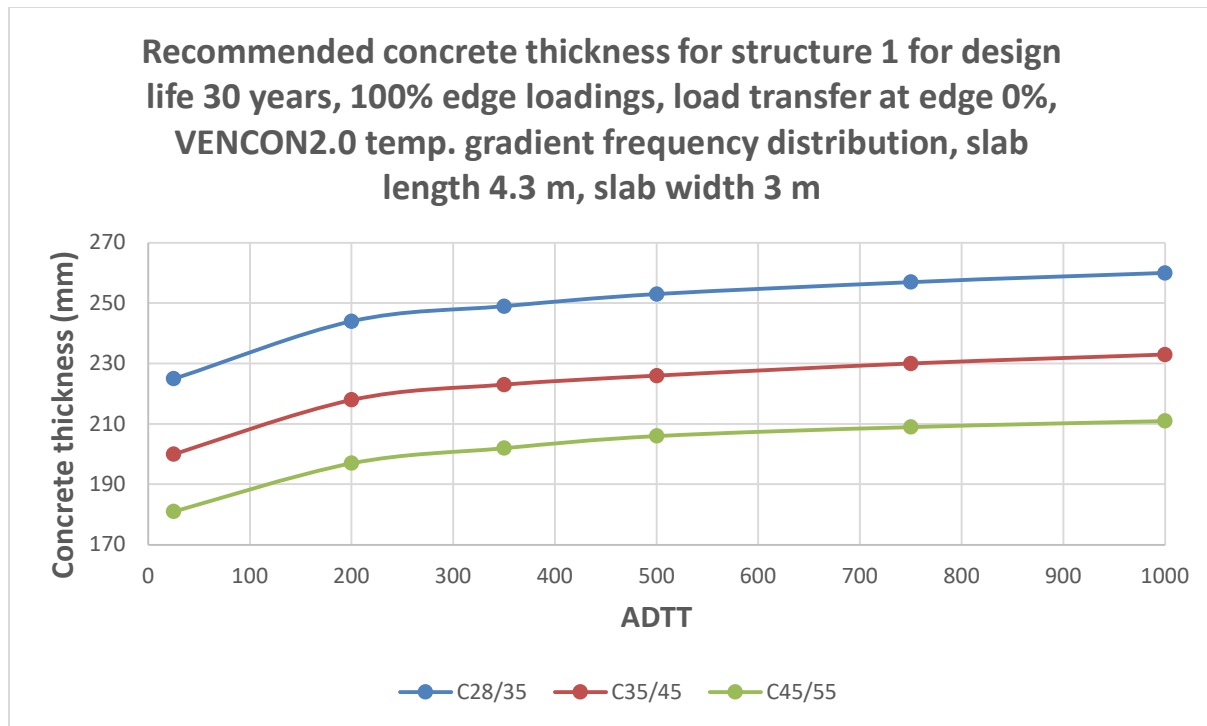
Omdat variaties in E, k en ν nauwelijks een variatie in de waarde voor L veroorzaken en omdat een variatie in h slechts tot een beperkte variatie in L leidt is besloten e.e.a. te vereenvoudigen tot:

$$\sigma = 0.803 P \text{ Factor} / h^2$$

Het overweldigende effect van plaatdikte en buigtreksterkte is fraai aangetoond in figuur 4 waarin de benodigde plaatdikte is weergegeven als functie van de verkeersbelasting (uitgedrukt in ADTT) en de betonklasse. De bij de betonklassen behorende gemiddelde buigtreksterktes bij een plaatdikte van 240 mm zijn hieronder weergegeven.

Betonklasse	Gemiddelde Buigtreksterkte [MPa]
C 28/35	4.71
C 35/45	5.45
C 45/55	6.19

Tabel 2. Gemiddelde buigtreksterkte in relatie tot de betonklasse.



Figuur 4. Voorbeeld van één van de ontwerpgrafieken zoals gemaakt in het kader van het project.

De verkeerslastspanning is berekend voor de volgende constructie.

Betonplaat, karakteristieke (95% waarde) buigtreksterkte 4.5 MPa. Voor de elasticiteitsmodulus is een waarde van 30000 MPa genomen. Verder is uitgegaan van een gemiddelde plaatdikte van 240 mm omdat uit de eerste analyses bleek dat deze dikte voldoende zou zijn voor de meeste tolpleinen.

Cementgebonden fundering, dikte 250 mm, modulus 1200 MPa

Granulaire onderfundering, dikte 300 mm, modulus 135 MPa

Ondergrond, modulus 80 MPa

De waarden voor de buigtreksterkte van het beton en de dikte en stijfheid van de onder de betonplaat liggende lagen werden door de opdrachtgever aangegeven.

Omdat VENCON 2.0 geen meerlagenprogramma is waarbij de verschillende lagen met hun E , h en ν worden gekarakteriseerd, maar een programma waarbij een plaat rust op een stelsel van veren, moeten de stijfheidskarakteristieken van de onder de betonplaat liggende lagen met een "veerconstante" (samengestelde beddingsconstante k) worden gekarakteriseerd. In [5] is een vergelijking gegeven waarmee de waarde van de "samengestelde beddingsconstante" k kan worden berekend; dit resulteerde in een "k waarde" van 0.13.

De waarde van de "Factor" is berekend voor een plaatdikte van 240 mm en bleek 3.363 te bedragen.

De vergelijking voor de berekening van de verkeerslastspanning wordt nu:

$$\sigma = 0.803 P 3.363 / h^2 = 2.7 P / h^2$$

Omdat in Zuid-Afrika 80 kN de standaard aslast is, is als wielbelasting P 40 kN genomen waarmee de vergelijking om de verkeerslastspanning te berekenen reduceert tot:

$$\sigma = 108000 h^{-2}$$

De variantie in de plaatdikte is berekend voor een dikte van 240 mm. Aannemende dat de variatiecoëfficiënt 0.033 is (zie boven) levert dit een standaardafwijking in plaatdikte op van 7.92 mm en een variantie van $7.92^2 = 62.73$

De variantie van σ is vervolgens berekend met:

$V_\sigma = (\partial \sigma / \partial h)^2 * V_h = (-216000 h^{-3})^2 * 62.73$. Voor een plaatdikte van 240 mm wordt dit dus $V_\sigma = 0.015$ en de standaardafwijking in σ wordt $\sqrt{0.015} = 0.122$

De grootte van de spanning σ komt ook voor in de partiële afgeleide van $\log N$ naar MR immers:

$$\partial \log N / \partial MR = 12.904 \sigma MR^{-2}$$

Onder gebruikmaking van de hierboven genoemde laagdikten en laagstijfheden werd een waarde van 1.875 MPa berekend voor de spanning aan een onverdeuvelde plaatrand.

Op basis van al deze waarden is $V_{\log N}$ berekend volgens

$V_{\log N} = \text{variantie t.g.v. variatie in de betondikte} + \text{variantie t.g.v. variatie in de betonbuigtreksterkt} = (-12.904/MR)^2 V_\sigma + (12.904 \sigma / MR^2)^2 V_{MR} = (-12.904/5.67)^2 * 0.015 + (12.904 * 1.875/5.67^2)^2 * 0.504 = 0.0777 + 0.379 = 0.4567$

De standaardafwijking in de voorspelde $\log N$ ($S_{\log N}$) wordt daarmee $\sqrt{0.4577} = 0.676$

Het aantal lastherhalingen tot een zekere overlevingskans P_{prob} wordt dan berekend met:

$$\log N_{P_{\text{prob}}} = \log N_{\text{gemiddeld}} - u * S_{\log N}$$

De waarde voor "u" wordt genomen uit de tabellen voor een normale verdeling en is gelijk aan

$$P_{\text{prob}} = 95\% \quad u = 1.64$$

$$P_{\text{prob}} = 90\% \quad u = 1.28$$

$$P_{\text{prob}} = 85\% \quad u = 1.04$$

Als $N_{\text{gemiddeld}}$ gelijk is aan $5 * 10^6$ (50% overlevingskans) dan blijkt dat het aantal lastherhalingen waarbij de overlevingskans 95% is, 389045 te bedragen. Dit is 7.8% van het aantal lastherhalingen tot het bereiken van een 50% overlevingskans.

De vraag is nu wat de plaatdikte moet zijn als geëist wordt dat de overlevingskans 95% moet zijn na $5 * 10^6$ lastherhalingen. In dat geval zal het ontwerp gebaseerd moeten zijn op een $N_{\text{gemiddeld}}$ van $64.2 * 10^6$. Vervolgens is de vraag wat e.e.a. betekent voor de dikte m.a.w. wat is het verschil in dikte benodigd voor

een $N_{\text{gemiddeld}} = 5 * 10^6$ (het gemiddeld aantal lastherhalingen voor een betrouwbaarheidsniveau van 50%) en $N_{\text{gemiddeld}} = 64.2 * 10^6$ (het gemiddeld aantal lastherhalingen nodig voor een 95% betrouwbaarheid). Zonder hier op de details in te gaan volgde uit de berekeningen dat voor $N_{\text{gemiddeld}} = 5 * 10^6$, de dikte 253 mm diende te bedragen en voor $N_{\text{gemiddeld}} = 64.2 * 10^6$ de dikte 278 mm diende te zijn. Grofweg kan hieruit geconcludeerd worden dat de dikte die berekend is op basis van de gemiddelde waarden voor de invoerparameters met 25 mm moet worden verhoogd om het ontwerp een 95% betrouwbaarheid te geven. Op dezelfde wijze is berekend dat 19 mm extra op de dikte op basis van gemiddelde waarden van de invoerparameters een betrouwbaarheid geeft van 90%, dat 16 mm extra een betrouwbaarheid geeft van 85%, en dat het toevoegen van 10 mm extra tot een betrouwbaarheid van 76% leidt. Het toevoegen van 15 mm leidt tot een betrouwbaarheid van 83%.

Conclusies

Het behoeft geen betoog dat de hierboven gegeven betrouwbaarheidsanalyses afhangen van de gebruikte invoergegevens en dus niet algemeen geldend zijn. Bovendien zijn de effecten van temperatuurspanningen en de variaties daarin niet in de beschouwing meegenomen. Desalniettemin zijn een aantal belangrijke trends naar boven gekomen. Te noemen zijn:

- a. Het effect van variaties in de buigtreksterkte op de standaardafwijking van de logaritme van het aantal lastwisselingen tot falen is groot.
- b. Het is daarom bij dit soort analyses van groot belang een juiste schatting te maken van de betonsterkte en de spreiding daarin. De praktische consequentie van dit alles is dat een strikte bewaking van de productie, het aanbrengen en de nabehandeling van het beton essentieel is. Dit wisten we natuurlijk allang maar het is door de gemaakte analyses nog eens onderstreept.
- c. De variatie in plaatdikte heeft ook een belangrijke invloed op de standaardafwijking van de logaritme van het aantal lastwisselingen tot falen, maar die invloed is duidelijk kleiner dan de variatie in betonsterkte.
- d. De resultaten laten ook zien dat de buigtreksterkte en de plaatdikte een grote invloed hebben op de levensduur van de verharding voor wat betreft scheurvorming. De stijfheid van het beton alsook de stijfheid van de onderliggende lagen hebben een vele malen kleinere invloed
- e. Ook blijkt dat het toevoegen van 15 tot 25 mm aan de dikte van het beton de vermoeiingslevensduur van het beton, berekend op basis van gemiddelde waarden, aanmerkelijk vergroot en daarmee ook de betrouwbaarheid van het aldus gemaakte ontwerp aanzienlijk vergroot.

Literatuur

1. BKS Incorporated; The Department of Transport; *Manual M10, Concrete Pavement Design and Construction*; Pretoria, 1997
2. Asbahan, R.E.; Vandenbossche, J.M.; *Effects of Temperature and Moisture Gradients on Slab Deformation for Jointed Plain Concrete Pavements*; Journal of Transportation Engineering, May 2011

3. Strauss, P.J.; Slavik, M.; Perrie, B.D.; *Mechanistically and Risk Based Design Method for Concrete Pavements in Southern Africa*; Proceedings International Conference on Concrete Pavements; Orlando, 2001
4. www.theconcreteinstitute.org.za; *User's Manual cnc-Pave*;
5. Houben, L.J.M.; Leest, A.J. van; Stet, M.J.A.; Frenay, J.; Braam, C.R.; *The Dutch Structural Design Method for Plain and Continuously Reinforced Concrete Pavements*; Proceedings International Conference on Best Practices for Concrete Pavements; Recife, 2007
6. Huang, Y.H.; *Pavement Analysis and Design, Chapter 10 Reliability, 2nd edition*; Pearson Education, Prentice Hall, 2012